

Erosión local aguas abajo de diques para el control de torrentes: metodología de cálculo



Raúl López Alonso
Profesor de Ingeniería
Hidráulica
Departamento de Ingeniería
Agroforestal
Universidad de Lleida



José Álvarez Hernández
Profesor de Ingeniería
Agroforestal
Departamento de Ingeniería
Agroforestal
Universidad de Lleida

Una de las técnicas que habitualmente forman parte de la restauración hidrológico-forestal de cuencas torrenciales son los diques transversales, destinados al control geomorfológico del cauce y cono de deyección, así como del acarreo de sedimento (López, 1999). Uno de los problemas a resolver en el ámbito del diseño de las hidrotecnias transversales es el efecto de la disipación energética del flujo, provocada ésta por el desnivel introducido por el dique. Si dicha disipación se produce directamente sobre el sedimento que conforma el lecho del torrente tendrá lugar una erosión local al pie del dique, que puede tener repercusiones negativas tanto para la obra como para el cauce. Si bien existen técnicas destinadas a compatibilizar la disipación energética del flujo y la ausencia práctica de erosión, en ocasiones puede ser interesante desde el punto de vista económico permitir la evolución controlada de la socavación, si ésta no supone un peligro. El presente artículo tiene como objetivo presentar un resumen del conocimiento actual en lo referente al cálculo de la erosión local provocada por vertido libre en diques y presas. Asimismo, se pretende brindar criterios destinados a decidir si se permite la formación natural de un cuenco de socavación al pie del dique o bien se adoptan medidas que impidan el progreso de la erosión local.

En este trabajo, a efectos de cálculo, se distinguirán tres esquemas de vertido, motivados por el hecho de que las condiciones hidráulicas aguas arriba del dique de corrección varían en el tiempo a medida que se va formando la cuña de aterramiento y también por el he-

cho de que existe un comportamiento diferente entre dique aislado y diques en serie. A continuación se explicará cada una de estas tres situaciones. En primer lugar, la situación de vertido en presas para embalse de agua o la de diques torrenciales en los que la retención de sedimento aguas arriba

de la estructura no ha progresado apreciablemente se presenta esquemáticamente en la figura 1. En segundo lugar, cuando el aterramiento aguas arriba del dique alcanza la altura útil del mismo cabe distinguir otro esquema de vertido (figura 2), esquema que no se suele producir en presas. Por último, en el caso de correcciones basadas en diques seriados o en rastrillos en encauzamientos escalonados el esquema de vertido obedece a lo representado en la figura 3, cuando se alcanza el perfil de equilibrio.

La socavación provocada por el vertido libre sobre el cauce aguas abajo del dique o presa puede comprometer la estabilidad de la estructura. Si la profundidad a la que está cimentado el dique es inferior a la profundidad máxima de socavación, aumenta considerablemente el riesgo de que la estructura falle por vuelco o deslizamiento, o bien, el peligro de tubificación. Asimismo, la erosión puede afectar también a la estabilidad del cauce aguas abajo, tanto en el lecho como en las márgenes. En caso de fosas de grandes dimensiones debe contemplarse la afección aguas abajo por sedimentación del material excavado.

A fin de reducir el riesgo de fallo de la estructura, incrementado por la fosa de socavación, el nivel de cimentación debe penetrar más allá de la profundidad de erosión máxima estimada. Según dicho requisito y de acuerdo con Benini (1990), la profundidad máxima de la cimentación superficial se encontraría en general comprendida entre el 30% y el 50% de la altura de energía hidráulica en la sección de vertido (compuesta ésta por la altura útil del dique (z) más la altura de energía específica sobre el umbral del vertedero (h_0), tal y como se muestra en la figura 1). El límite de mayor profundidad obedece a requisitos económicos, es decir, que si la cimentación tuviera que ahondarse más en el terreno es más rentable proyectar otros sistemas de protección. En cualquier caso, una vez ejecutada y puesta en servicio la obra es de capital importancia el seguimiento de la evolución de la morfología de la fosa a fin de verificar que no se superan los límites pronosticados, pues de lo contrario deberán tomarse las medidas técnicas pertinentes para eliminar el riesgo de fallo por descalce.

En el caso de que las dimensiones

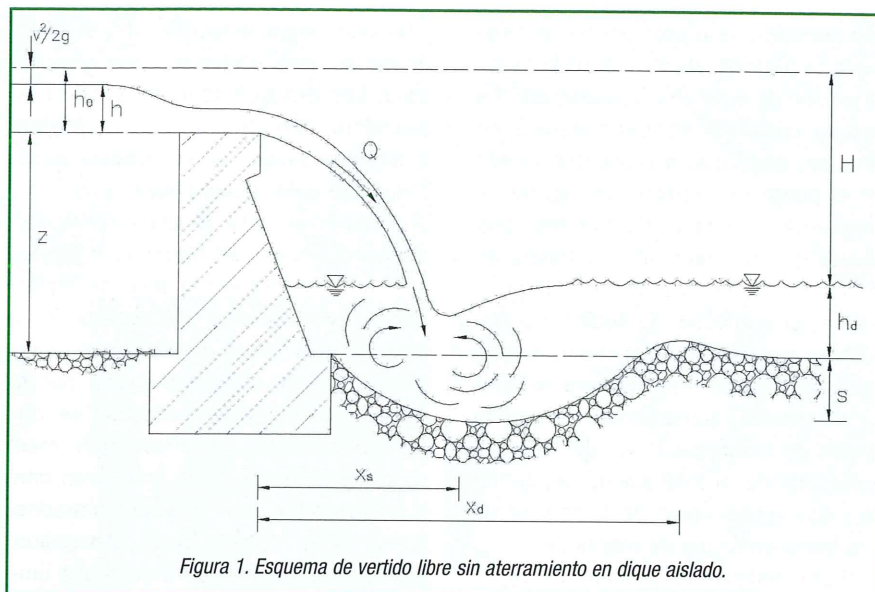


Figura 1. Esquema de vertido libre sin aterramiento en dique aislado.

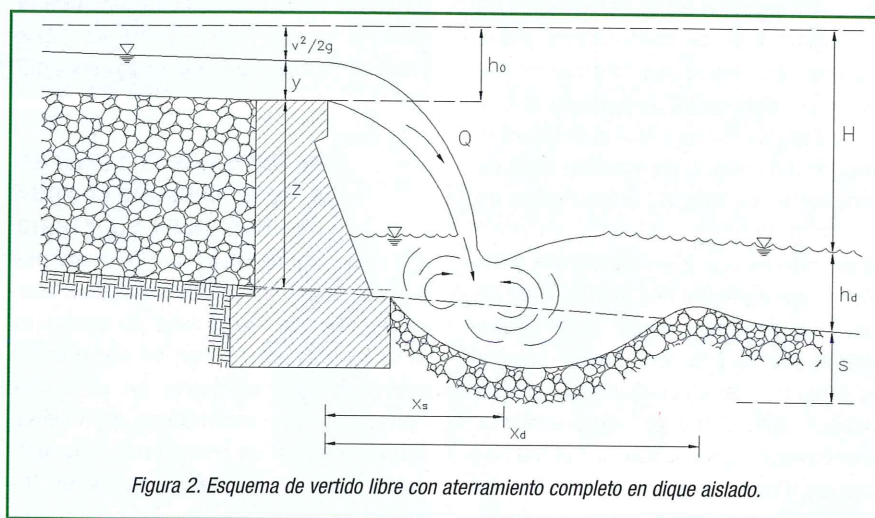


Figura 2. Esquema de vertido libre con aterramiento completo en dique aislado.

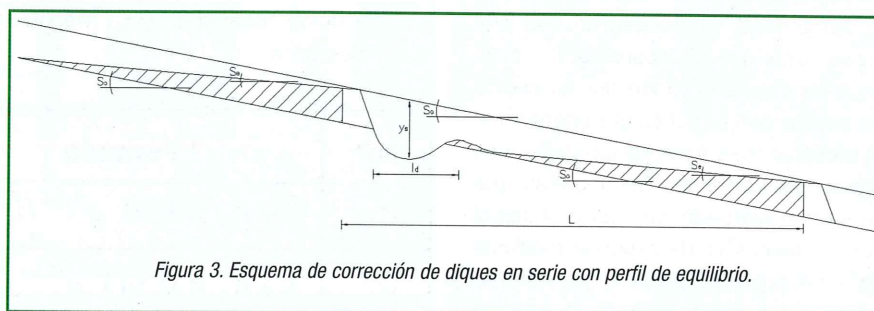


Figura 3. Esquema de corrección de diques en serie con perfil de equilibrio.

del cuenco de erosión, pronosticadas o de evolución real, sean consideradas inaceptables para la seguridad estructural o del cauce, puede recurrirse a técnicas como: revestimiento aguas abajo del dique con los mayores bolos del torrente, ejecución de zampeados, construcción de cuencos amortiguadores, (tanto autorformados (Elviro, 1990) como rígidos (de escollera, gaviones u hormigón), etc. El tratamiento con detenimiento de dichas técnicas transciende el objetivo del presente artículo.

EL PROCESO DE EROSIÓN POR VERTIDO LIBRE

En el punto de impacto aguas abajo del dique o de la presa, el flujo en caída libre disipa energía excavando una fosa o cuenco de erosión, que al llenarse de agua implica la acción sumergida del chorro. Dicho chorro sumergido al impactar aguas abajo se divide en dos remolinos secundarios de eje horizontal, uno aguas arriba de la zona de difusión con sentido de rotación horario y otro aguas abajo con sen-

tido contrario, que erosionan y dan forma a la fosa de socavación (figura 1). La acción de este chorro sumergido es incluso capaz de fracturar la roca en bloques, dado que provoca con origen en el punto de impacto un campo de presiones dinámicas fluctuantes, presiones que se transmiten a través de las fisuras de la roca. Dichos bloques, o bien las partículas de sedimento granular en el caso de material aluvial, son transportados por el flujo fuera de la fosa de erosión, aumentando las dimensiones de la misma. Parte del material expulsado de la fosa puede depositarse justo aguas abajo de la misma en una barra en forma de montículo.

Por consiguiente, pueden distinguirse dos fases en el progreso de la erosión: una primera en el que la roca es fracturada, fase de fracturación, y una segunda en el que los fragmentos de roca o las partículas de sedimento son detraídos del fondo y transportados al exterior del cuenco de erosión, fase de transporte. La fase de fracturación de la roca se produce solamente en el caso de presas con gran disipación energética, por ejemplo, por la liberación de elevados caudales desde gran altura, alcanzándose grandes profundidades de erosión que afectan a los estratos rocosos. Sin embargo, generalmente, la socavación provocada por el vertido libre en diques de corrección torrencial solamente involucrará la fase de transporte del sedimento fluvial.

En general, el proceso erosivo progresa hasta que se alcanza una morfología de equilibrio, dado que el chorro no cuenta con la suficiente energía para provocar más fracturación de la roca o bien las corrientes secundarias que se forman alrededor de chorro principal son incapaces ya de expulsar más material del cuenco. Es decir, que durante la etapa formativa del perfil de la fosa el transporte local de derrubio rocoso o sedimento es muy activo, mientras que según se acerca al equilibrio se tiende a un balance entre el sedimento erosionado y depositado en la fosa. Sin embargo, también se han documentado casos en los que las dimensiones de la fosa de socavación progresan sin estabilizarse.

Se cuenta con pocas experiencias en las que se haya analizado el progreso y equilibrio de la morfología erosiva en condiciones de transporte sólido de fondo vertiendo por coronación, situa-

ción que adquiere sentido en el caso de diques con el aterramiento completado. Los ensayos realizados hasta el momento han puesto de manifiesto que la profundidad de socavación es inferior que para aguas claras.

Cuando se trata de una sucesión de diques (también de rastrillos o traviesas) que han llegado al perfil de equilibrio se produce una obstaculización o interferencia de la capacidad erosiva local al pie de cada estructura, por lo que en los ensayos realizados se observan cuencos de socavación más cortos y someros si se comparan con los formados por diques aislados (Lenzi *et al.*, 2003). Si la separación entre estructuras supera un cierto umbral, que puede encontrarse alrededor del doble de la máxima extensión de la fosa, la citada interferencia no tiene efectos sobre las dimensiones del cuenco.

VARIABLES QUE INFLUYEN EN LA MORFOLOGÍA DE LA FOSA DE EROSIÓN EN EQUILIBRIO

Si se considera un flujo permanente que vierte en caída libre aguas abajo de un dique, en la fase de equilibrio la morfología de la fosa de socavación provocada por el chorro en un lecho constituido por sedimentos granulares no cohesivos se relaciona principalmente con las siguientes variables (figura 1):

- El fluido (densidad (ρ) y viscosidad cinemática (ν)).

- El sedimento (densidad (ρ_s), tamaño de las partículas (d_{ii}) y distribución granulométrica).

- El flujo (caudal líquido (Q), calado aguas abajo de la fosa (h_d) y g).

- Interferencia de la estructura, resultante del desnivel (H y z).

- Interferencia de la estructura, resultante de la contracción (b y B).

En el caso de diques en serie se produce una interferencia en el proceso erosivo que es función de la distancia entre diques. Además, si considera la situación de aterramiento completo existe la posibilidad de que se produzca un transporte sólido de fondo a través del vertedero. Luego, si se dan dichas condiciones también influirán:

- La distancia entre diques (L).
- El flujo (caudal sólido de fondo (Q_s)).

Aunque el tiempo no puede ser completamente ignorado, el concepto de morfología de erosión máxima en equilibrio es aceptable con fines prácticos, por lo que pueden desarrollarse expresiones ignorando el tiempo como variable. Por otra parte, algunas de las variables enunciadas en las líneas precedentes varían en rangos reducidos, por lo que comúnmente se toman como constantes (es el caso de: ρ , ν , ρ_s y g). En otras ocasiones se acota el fenómeno de estudio, por ejemplo, flujo unidireccional ($b=B$) o sin transporte sólido ($Q_s=0$).

N.º	Fórmula	Referencia
(1)	$s + h_d = 1,90 \cdot q^{0,54} H^{0,225}$	Veronese (1937)
(2)	$s + h_d = 0,543 \cdot q^{0,50} H^{0,50}$	Damle (1966)
(3)	$s + h_d = 1,18 \cdot q^{0,51} H^{0,235}$	Chian Min Wu (1973)
(4)	$s + h_d = 0,633 \cdot q^{0,67} H^{0,25}$	Taraimovich (1978)
(5)	$s + h_d = 2,98 \cdot q^{0,50} H^{0,25}$	Machado (1980)
(6)	$s + h_d = 2,30 \cdot q^{0,60} H^{0,10}$	SOFRELEC (1980)
(7)	$s + h_d = 1,413 \cdot q^{0,50} H^{0,25}$	INCYTH (1985)
(8)	$s + h_d = 0,798 \cdot q^{0,50} H^{-0,5}$	Lopardo <i>et al.</i> (1987)

Tabla 1. Relación de ecuaciones del Grupo I.

MÉTODOLOGÍA DE CÁLCULO

En este artículo se han compilado un conjunto de ecuaciones divididas en cinco grupos. Los primeros cuatro son de aplicación a diques aislados, en general obedeciendo a ensayos sin aterramiento aguas arriba, mientras que el quinto considera la socavación en diques en serie. Algunas de las ecuaciones compiladas se han simplificado respecto a su versión original, por ejemplo, tomando un valor constante de densidad relativa del sedimento o

eliminando la influencia del ángulo de incidencia del chorro, que para muchos autores es despreciable. La mayoría de las ecuaciones revisadas determinan el valor de profundidad máxima de socavación, aunque algunas calculan variables relacionadas con la extensión longitudinal de la fosa de erosión.

En el **Grupo I** se incluyen aquellas ecuaciones que únicamente consideran el caudal líquido por unidad de ancho (q) (en flujo unidireccional, sin contracción cauce-vertedero) y la diferencia en-

tre el nivel de energía hidráulica en el vertedero y el calado aguas abajo de la fosa (H). No incluyen explícitamente las propiedades del material del lecho (por ejemplo, un diámetro característico del sedimento) como variable independiente, dado que se fundamentan en la hipótesis de que dichas propiedades influyen en el estudio dinámico de la fosa (su evolución temporal) pero no afectan a su morfología final de equilibrio. Las ocho ecuaciones que componen el Grupo I se muestran en la tabla 1. De su comparación merece señalarse el menor rango de variación del exponente de q frente a la mayor variación del exponente de H .

En el **Grupo II** se han incluido las fórmulas que además de considerar las variables q y H incluyen un tamaño característico del sedimento (d_{ii}). En diversos ensayos con sedimento bien graduado (granulometría extendida) se observó segregación de finos provocando acorazamiento del sedimento de la fosa (mayor calibre en superficie que en el material subyacente). Debido a este fenómeno algunos autores se han decantado por incluir en las fórmulas percentiles granulométricos gruesos (d_{85} , d_{90} , d_{95}) del material original previo a la socavación en detrimento de valores medios (d_{50} o d_m), basándose en la mayor permanencia de los primeros al final del proceso. Sin embargo, Mason y Arumugam (1985) obtuvieron mejores resultados empleando d_m que d_{90} . Las once ecuaciones que componen el Grupo II se muestran en la tabla 2. Debe advertirse que la ecuación (11) sobreestima la hondura de la erosión máxima, motivado por la técnica experimental particular que se utilizó, por lo que puede ser empleada para fijar una cota máxima de la socavación, de tal modo que en la práctica ingenieril algunos autores abogan por reducir los valores obtenidos por dicha ecuación entre un 30 y 50% (Breusers y Raudkivi, 1991).

El **Grupo III** lo forman el conjunto de ecuaciones que toman como variables independientes q , H , d_{ii} y h_d . Las siete ecuaciones que integran este grupo se presentan en la tabla 3. Es importante señalar que la ecuación (24), cuando se usa para predecir la socavación en prototipo (a escala real), se debe imponer.

El **Grupo IV** lo integran ecuaciones que no se pueden incluir en los grupos anteriores, pero que tampoco toman

N.º	Fórmula	Referencia
(9)	$s + h_d = 0,521 \frac{q^{0,57} H^{0,20}}{d_{90}^{0,32}}$	Schoklitsch (1932)
(10)	$s + h_d = 0,202 \frac{q^{0,54} H^{0,225}}{d_m^{0,42}}$	Veronese (1937)
(11)	$s + h_d = 1,44 \frac{q^{0,60} H^{0,50}}{d_{90}^{0,40}}$	Eggenberger y Müller (1944)
(12)	$s + h_d = 1,40 \frac{q^{0,64} H^{0,36}}{d_{85}^{0,32}}$	Hartung (1959)
(13)	$s + h_d = 1,13 \frac{q^{0,67} H^{0,50}}{d_{90}^{0,50}}$	Franke (1960)
(14)	$s + h_d = 0,78 \frac{q^{0,70} H^{0,35}}{d_{90}^{0,40}}$	Kotoulas (1967)
(15)	$s + h_d = 0,88 \frac{q^{0,686} H^{0,686}}{d_{95}^{0,372}}$	Zeller (1967)
(16)	$s + h_d = 2,13 \frac{q^{0,67} H^{0,18}}{d_m^{0,063}}$	Chee y Padiyar (1969)
(17)	$s + h_d = 2,76 \cdot q^{0,5} H^{0,25} - 7,22 \cdot d_{90}$	Bisaz y Tschopp (1972)
(18)	$s + h_d = 1,663 \frac{q^{0,60} H^{0,20}}{d_m^{0,10}}$	Chee y Kung (1974)
(19)	$s + h_d = 1,35 \frac{q^{0,50} H^{0,3145}}{d_{90}^{0,0645}}$	Machado (1980)

Tabla 2. Relación de ecuaciones del Grupo II.

Tabla 3. Relación de ecuaciones del Grupo III.

N.º	Fórmula	Referencia
(20)	$s + h_d = 0,6q^{0,50} H^{0,25} \left(\frac{h_d}{d_m} \right)^{0,333}$	Jaeger (1939)
(21)	$s = 0,19 \left(\frac{H + h_d}{d_{90}} \right)^{0,75} \left(\frac{q^{1,20}}{H^{0,47} h_d^{0,33}} \right)$	Rubinstein (1965)
(22)	$s + h_d = 0,14N - 0,73 \frac{h_d^2}{N}$ $N = 0,007 \sqrt{\frac{Q^3 H^{1,5}}{d_{90}^2}}$	Martins (1973)
(23)	$s + h_d = 1,65 \frac{q^{0,60} H^{0,05} h_d^{0,15}}{d_m^{0,10}}$	Mason y Arumugam (1985)
(24)	$s + h_d = K \frac{q^x H^y h_d^{0,15}}{g^{0,30} d_m^{0,10}}$ $K = 6,42 - 3,10H^{0,10}$ $x = 0,60 - H / 300$ $y = 0,15 - H / 200$	Mason y Arumugam (1985) (En prototipo $d_m=0,25$)
(25)	$s + h_d = 0,75 \cdot h_d \left(\frac{q}{(h_d^3 \cdot g)^{0,5}} \right)^{0,524} \left(\frac{d_{50}}{h_d} \right)^{-0,366} \left(\frac{H}{h_d} \right)^{0,255}$	Ghodsian <i>et al.</i> (1999)
(26)	$x_s = 2,5 \cdot h_d \left(\frac{q}{(h_d^3 \cdot g)^{0,5}} \right)^{0,122} \left(\frac{d_{50}}{h_d} \right)^{-0,127} \left(\frac{H}{h_d} \right)^{0,581}$	Ghodsian <i>et al.</i> (1999)

las mismas variables en común. Las seis ecuaciones que forman parte de este grupo se presentan en la tabla 4. Cabe recomendar el uso de las ecuaciones derivadas por D'Agostino y Ferro (2004), puesto que se basan en la teoría de auto semejanza incompleta, lo que evita errores de escala, como se verá más adelante, y, además, se han ajustado con un gran número de datos (248), cuyos rangos en lo referente a variables adimensionales las hacen es-

pecialmente adecuadas al caso de diques de control torrencial.

Las ecuaciones de los primeros cuatro grupos corresponden, generalmente, a ensayos en situación de agua embalsada (figura 1). En dicha situación, comúnmente, se asume que la velocidad del flujo en el embalse es prácticamente nula, por lo que H podría aproximarse a la diferencia entre el nivel de agua en el embalse (tomado a suficiente distancia aguas arriba del

vertedero a fin de que no influya la depresión de la lámina de agua que se forma a medida que las líneas de corriente convergen en las proximidades del vertedero) y la profundidad del flujo a la salida de la fosa. Sin embargo, en diques torrenciales puede interesar también calcular la socavación en situación de aterramiento completo (figura 2), en la que la energía hidráulica sobre el vertedero (y la velocidad de despegue del chorro) puede ser superior si

N.º	Fórmula	Referencia
(27)	$s + h_d = \frac{2}{3} H$	Davis y Sorensen (1969)
(28)	$s + h_d = 0,864 \frac{T^{0,29} (Q/T)^{0,42} H^{0,30}}{d_m^{0,21}}$	Aguirre-Pe <i>et al.</i> (1980)
(29)	$s = 0,540 \cdot z \cdot \left(\frac{b}{z}\right)^{0,593} \left(\frac{h_d}{H}\right)^{-0,126} (A_{50})^{0,544} \left(\frac{d_{90}}{d_{50}}\right)^{-0,856} \left(\frac{b}{B}\right)^{-0,751}$ $A_{50} = \frac{Q}{b \cdot z \left(g \cdot d_{50} \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right) \right)^{1/2}}$	D'Agostino y Ferro (2004)
(30)	$s = 0,975 \cdot z^{0,137} h_o^{0,863}$	D'Agostino y Ferro (2004)
(31)	$x_s = 1,616 \cdot z \cdot \left(\frac{b}{z}\right)^{0,662} \left(\frac{h_d}{H}\right)^{-0,117} (A_{90})^{0,455} \left(\frac{b}{B}\right)^{-0,478}$ $A_{90} = \frac{Q}{b \cdot z \left(g \cdot d_{90} \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right) \right)^{1/2}}$	D'Agostino y Ferro (2004)
(32)	$x_d = 5,828 \cdot z \cdot \left(\frac{b}{z}\right)^{0,241} \left(\frac{h_d}{H}\right)^{0,041} (A_{50})^{0,508} \left(\frac{d_{90}}{d_{50}}\right)^{-1,077} \left(\frac{b}{B}\right)^{0,057}$	D'Agostino y Ferro (2004)

Tabla 4. Relación de ecuaciones del Grupo IV.

si el vertido se produce en régimen supercrítico o rápido (número de Froude superior a la unidad). A pesar de que ese caso no representaría exactamente la condición experimental de las ecuaciones de los primeros cuatro grupos, podrían usarse a fin de obtener un orden de magnitud de la morfología de socavación. En tal caso, el valor de H se debería calcular como la diferencia entre el nivel de energía hidráulica sobre el vertedero, incluyendo la altura de velocidad ($z + y + v^2/2g$) y el calado del flujo aguas abajo de la fosa de erosión (figura 2).

Por último, el **Grupo V** integra las dos ecuaciones propuestas por Lenzi *et al.* (2002), que son de aplicación a

la socavación producida por diques en serie con aterramiento completo y con flujo de agua clara circulando por el vertedero (figura 3). En el desarrollo de estas fórmulas se ha considerado que el flujo en el vertedero se produce en régimen crítico. Es conveniente remarcar que la existencia de otro dique aguas abajo de la fosa de erosión, a una distancia inferior a un determinado umbral (alrededor del doble de la máxima extensión del cuenco), obstaculiza el progreso de la erosión, por lo que se observan fosas más cortas y someras que en el caso de dique aislado. Las fórmulas incluidas en este grupo son también de aplicación a dique aislado con cuña de aterramiento completa, si

se considera que las pendientes que aparecen en la ecuación (33) corresponden a la original del cauce antes de la construcción del dique y a la pendiente de la cuña de aterramiento y se toma L como la longitud de la cuña.

Muchas de las ecuaciones presentadas en los cinco grupos considerados se han desarrollado únicamente con datos obtenidos en modelos físicos a escala reducida, mientras que son pocas las que incluyen datos recabados en estructuras prototipo (diques o presas a escala real). Este hecho tiene repercusión sobre el error cometido por las fórmulas cuando se aplican a escala real. En efecto, la modelación reducida del fenómeno de socavación por

N.º	Fórmula	Referencia
(33)	$y_s = h_{cr} \left(0,4359 + 1,4525 \left(\frac{a}{h_{cr}} \right)^{0,8626} + 0,0599 \left(\frac{a}{((\rho_s - \rho)/\rho) \cdot d_{95}} \right)^{1,4908} \right)$ $h_{cr} = 1,5 \cdot (q^2 / g)^{1/3}$ $a = (S_o - S_e) \cdot L$	Lenzi et al. (2002)
(34)	$l_d = h_{cr} \left(4,479 + 0,023 \left(\frac{a}{h_{cr}} \right)^{-1,808} + 2,524 \left(\frac{a}{((\rho_s - \rho)/\rho) \cdot d_{95}} \right)^{1,129} \right)$	Lenzi et al. (2002)

Tabla 5. Relación de ecuaciones del Grupo V.

vertido libre aguas abajo de diques ha presentado varios problemas. Cabe destacar el error de escala cometido por algunas fórmulas respecto a la semejanza de Froude, de modo que su uso en prototipo produce un error sistemático. De acuerdo con D'Agostino y Ferro (2004), la teoría de auto-semejanza incompleta permitiría el desarrollo de ecuaciones utilizando datos de modelos reducidos exentas de errores de escala. Además de los errores de escala se dan otros problemas de modelación, como la entrada de aire en el flujo, la incapacidad de modelar la fase de fracturación de la roca, diferencias en la pendiente del perfil longitudinal de la fosa entre modelo y prototipo cuando se trata de material granular no cohesivo, etc. En un extenso estudio sobre la capacidad de predicción de un conjunto de fórmulas, Mason y Arumugam (1985) hallaron que aquellas que mejor pronosticaban en modelo reducido no eran coincidentes con las que lo hacían en prototipo. En definitiva, las ecuaciones desarrolladas en modelo reducido no pueden aplicarse con las suficientes garantías a prototipos y los resultados obtenidos deben tomarse con precaución.

Otra fuente de error es el cálculo de socavación sin observar el rango experimental de cada ecuación en lo concerniente a las variables adimensionales (por ejemplo, H/d_u). Sin embargo, en la práctica surge la dificultad de conocer los detalles experimentales de cada ecuación, ya que en el caso de las

fórmulas menos recientes, en general, se accede a ellas a través de trabajos recopilatorios en los que muchas veces no se incluyen dichos detalles.

Debido a las dificultades enunciadas en los párrafos precedentes, se recomienda al calculista que no utilice una única fórmula, sino que emplee el mayor número de ecuaciones disponibles, verificando en lo posible las condiciones experimentales bajo las que fueron obtenidas. En tal caso es común que se obtenga una importante disparidad de resultados al estimar la morfología de socavación en un caso concreto. Si se trata de presas con un gran riesgo potencial, dicha estimación puede servir para obtener un primer orden de magnitud, pero la predicción final con mayor exactitud debe hacerse con modelo a escala reducida. Sin embargo, en el caso de diques de control torrencial, salvo excepciones puntuales, el presupuesto disponible no permite el estudio en modelo reducido.

EJEMPLOS NUMÉRICOS

A continuación se presenta la resolución de dos ejemplos a fin de ilustrar la aplicación de las ecuaciones presentadas. El primer ejemplo correspondería al caso de dique aislado, mientras que el segundo se trata de una corrección de diques seriados con aterramiento completado.

Ejemplo 1

Se desea proyectar un dique de consolidación ubicado en la garganta

de un torrente con una altura útil (z) de 6,0 m, un ancho de vertedero (b) y de cauce (B) ambos de 18,7 m. La granulometría del lecho del torrente se caracteriza por un d_{95} , d_{90} , d_{85} y d_{50} de 0,155 m, 0,138 m, 0,120 m y 0,051 m. A falta de más información se tomará $d_m = d_{50}$. La densidad de los sedimentos (ρ_s) y del flujo (ρ) se ha considerado, respectivamente, de 2.600 kg/m³ y 1.000 kg/m³. El caudal de diseño (Q) es de 57,97 m³/s, siendo su altura de energía aguas arriba del dique, sobre el nivel de umbral del vertedero (h_o), de 1,49 m y la profundidad del flujo aguas abajo de la fosa de erosión (h_d) de 2,32 m.

En la tabla 6-a se muestra el resultado de aplicar las ecuaciones de los grupos I a IV a fin de obtener la profundidad máxima de socavación (s). Asimismo, se muestra el valor del promedio aritmético, de la mediana y del coeficiente de variación para cada grupo, excepto para el IV, dada su heterogeneidad en cuanto a aproximaciones teóricas. Los resultados con valores negativos no se han incluido en el análisis estadístico, puesto que se considera que las fórmulas correspondientes no son aplicables al ejemplo propuesto. De los resultados obtenidos cabe destacar en primer lugar la disparidad, como ponen de manifiesto los elevados coeficientes de variación calculados. Conviene reparar en el hecho de los mayores valores resultados en los grupos II y III respecto al grupo I, alrededor del doble. El promedio, media-

Tabla 6. Resultados del ejemplo 1.

Tabla 6-a. Resultados de profundidad máxima de erosión.							
Ejemplo 1. Resolución							
$q = Q/B = 57,97/18,7 = 3,10 \text{ m}^3/\text{s}\cdot\text{m}$				$H = z + h_o - h_d = 6 + 1,49 - 2,32 = 5,17\text{m}$			
Grupo I		Grupo II		Grupo III		Grupo IV	
Ecuación	s (m)	Ecuación	s (m)	Ecuación	s (m)	Ecuación	s (m)
(1)	2,75	(9)	0,28	(20)	3,36	(27)	1,13
(2)	-0,15	(10)	-0,44	(21)	5,17	(28)	7,62
(3)	0,77	(11)	11,94	(22)	12,32	(29)	2,23
(4)	-0,28	(12)	8,05	(23)	3,07	(30)	1,76
(5)	5,59	(13)	12,44	(24)	1,99		
(6)	3,02	(14)	4,44	(25)	2,11		
(7)	1,43	(15)	9,49	Promedio	4,67 m		
(8)	-1,70	(16)	5,05	Mediana	3,21 m		
Promedio	2,71 m	(17)	4,01	Cv (%)	83,9		
Mediana	2,75 m	(18)	3,81				
Cv (%)	68,5	(19)	2,21				
		Promedio	6,17 m				
		Mediana	4,74 m				
		Cv (%)	66,6				

Tabla 6-b. Resultados de longitud de erosión.			
	Ecuación		
	(26)	(31)	(32)
xs (m)	12,85	14,04	-
xd (m)	-	-	11,53

na y coeficiente de variación de todos los valores calculados son, respectivamente, 4,64 m, 3,36 m y 78,7%.

Teniendo en cuenta que la ecuación (11) sobrestima la profundidad de socavación, tal y como se ha explicado más arriba, se ha calculado nuevamente el promedio, mediana y coeficiente de variación del conjunto de resultados restantes de eliminar aquellos valores superiores al 70% de 11,94 m (equivalente a una reducción del 30%), obteniendo

respectivamente: 3,33 m, 3,02 m y 62,7%. Si aplicamos el criterio de Benini expuesto con anterioridad, el límite económico de profundidad de cimentación se encuentra a 3,75 m (el 50% de la suma de z y h_o), por lo que en el primer caso (considerando todos los valores) se sobrepasaría dicho límite,

mientras que en el segundo caso se cumple, aunque de forma ajustada.

En la tabla 6-b se muestra el resultado de aplicar las ecuaciones (26), (31) y (32) a fin de obtener las longitudes características de la fosa (x_s y x_d), en la que se aprecia la convergencia de valores en el caso del primer parámetro. Sin embargo, se observa una incoherencia entre los resultados obtenidos por las fórmulas (31) y (32), puesto que el valor de x_s debería ser bas-

tante inferior a x_d , tal y como están definidos ambos parámetros. Para obtener un resultado coherente en este ejemplo sería necesario que la relación fuera mucho más pequeña, tendiendo a 1,0 (granulometría uniforme). Sin embargo, en ríos con sedimento de grava o de tamaño superior el cociente anteriormente referido oscila en promedio alrededor de 2,3-2,8.

Ejemplo 2

El proyecto de estabilización del lecho de un tramo de torrente de características geomorfológicas aproximadamente uniformes prevé la construcción de una sucesión de diques en serie de igual altura (a) y separados por una distancia (L) de 60 m. Se considerará un ancho medio del cauce (B) y vertedero (b) de 10 m. La pendiente longitudinal del cauce (S_o) es actualmente de 0,11 (m/m) y se ha pronosticado una pen-

diente de equilibrio (S_e) de 0,057 (m/m). De los ensayos granulométricos resulta un d_{95} de 0,90 m. La densidad de los sedimentos (ρ_s) y del flujo (ρ) puede considerarse, respectivamente, de 2.630 kg/m³ y 1.000 kg/m³.

En la tabla 7 se muestra el resultado de aplicar las ecuaciones del grupo V, (33) y (34), a fin de obtener la profundidad máxima de socavación (y_s) y la longitud máxima de la fosa (l_d).

Los autores agradecen la ejecución de las figuras de este artículo al Ingeniero de Montes Pere Pons Puy.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen la ejecución de las figuras de este artículo al Ingeniero de Montes Pere Pons Puy.

NOTACIÓN

a	Salto morfológico. Es equivalente a la altura útil del dique.	(m)
b	Ancho del vertedero.	(m)
B	Ancho del cauce.	(m)
d_{ii}	Diámetro del sedimento para el que el ii% de las partículas son inferiores.	(m)
d_m	Diámetro medio aritmético del sedimento del cauce.	(m)
H	Diferencia entre el nivel de energía hidráulica aguas arriba del dique y el calado a la salida de la fosa de erosión.	(m)
h_{cr}	Nivel de energía hidráulica crítica sobre el umbral del vertedero.	(m)
h_d	Calado a la salida de la fosa de erosión.	(m)
h_o	Nivel de energía hidráulica por encima de la cota de umbral de vertedero o energía específica hidráulica en la sección de vertido.	(m)
g	Constante de aceleración de la gravedad.	(m/s ²)
L	Proyección horizontal de la longitud de separación entre diques en serie o de la longitud de la cuña de aterramiento en caso de dique aislado.	(m)
l_d	Longitud máxima de la fosa de erosión.	(m)
q	Caudal del flujo por unidad de ancho de cauce o vertedero.	(m ³ /s·m)
Q	Caudal líquido del flujo.	(m ³ /s)
Q_s	Caudal sólido del flujo	(m ³ /s)
s	Profundidad máxima de erosión respecto a la cota inicial del lecho.	(m)
S_e	Pendiente longitudinal de equilibrio del cauce.	(m/m)
S_o	Pendiente longitudinal inicial del cauce.	(m/m)
T	Ancho superficial del flujo en el vertedero.	(m)
v	Velocidad media del flujo en la sección considerada.	(m/s)
x_d	Distancia entre la sección de despegue de la lámina de agua y el punto de cresta de la barra a la salida de la fosa.	(m)
x_s	Distancia entre la sección de despegue de la lámina de agua y el punto de erosión máxima en la fosa.	(m)
y	Calado del flujo en el vertedero.	(m)
y_s	Profundidad de socavación máxima respecto a la línea que une la coronación de los diques en serie.	(m)
z	Altura útil del dique, desde la cota inicial del lecho hasta la del umbral del vertedero.	(m)
ρ	Densidad del agua.	(kg/m ³)
ρ_s	Densidad del sedimento.	(kg/m ³)

Tabla 6. Resultados del ejemplo 1.

Ejemplo 2. Resolución
$q = Q/B = 30/10 = 3,0 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{n}$
$h_{cr} = 1,5(q^2 / 9,81)^{1/3} = 1,5(3,0^2 / 9,81)^{1/3} = 1,46\text{m}$
$a = (S_o - S_e) \cdot L = (0,11 - 0,057) \cdot 60 = 3,18\text{m}$
$y_s = 5,06\text{m}; s \cong y_s - a = 5,06 - 3,18 = 1,88\text{m}$
$l_d = 15,35\text{m}$

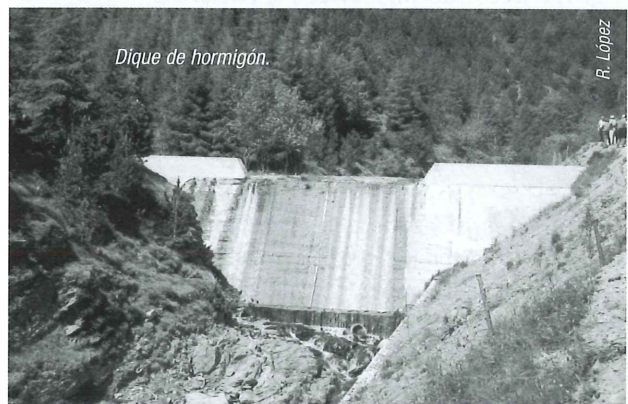
REFERENCIAS

- AGUIRRE-PE, J.; ACHINTE, J.R.; JEGAT, H.J. (1980). "Estudio experimental de la socavación local en una estructura de caída de sección trapecial". Actas del IX Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Mérida, Venezuela. Vol. 1, pp. 447-456.
- BENINI, G. (1990). Sistemazioni idraulico-forestali. UTET. Torino.
- BISAZ, E.; TSCHOPP, J. (1972). "Profundidad de erosión al pie de un vertedero para la aplicación de corrección de arroyos en quebradas empinadas." Actas del V Congreso Latinoamericano de Hidráulica (IAHR), Lima, Perú, 23-28 October, 1972, pp. 447-456.
- BREUSERS, H.N.C.; RAUDKIVI, A.J. (1991). Scouring. IAHR. Rotterdam.
- CHEE, S.P.; KUNG, T. (1974). "Piletas de derrubio autoformadas". VI Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Bogotá, Colombia. D-7.
- CHEE, S.P.; PADYAR, P.V. (1969). "Erosion at the base of flip buckets". Engineering Journal. 52, 11, pp. 22-24.
- CHIAN MIN WU (1973). "Scour at downstream end of dams in Taiwan". Proc. IAHR Symp. on river mechanics. Bangkok. A13.
- D'AGOSTINO, V.; FERRO, V. (2004). "Scour on alluvial bed downstream of grade-control structures". Journal of Hydraulic Engineering. 130, 1, pp. 24-37.
- DAMLE, P.M.; VENKATRAMAN, C.P.; DESAI, S.C. (1966). "Evaluation of scour below skipjump buckets of spillways". Golden Jubilee Symposia. Model and Prototype Conformity 1, pp. 154-163. Central Water and Power Research Station: Poona.
- DAVIS, C.V.; SORENSEN, E.K. (1969). Handbook of applied hydraulics. McGraw Hill Book. New York.
- EGGENBERGER, W.; MÜLLER, R. (1944). "Experimentelle und theoretische untersuchungen über das kolkproblem". Mitteilung aus der VAWE. Zürich.
- ELVIRO, V. (1990). "Dimensionamiento de saltos de amortiguación de energía para vertidos sobre lechos de escollera". Ingeniería Civil. 73, pp. 79-89.
- FRANKE, P.G. (1960). "Über kalkbildung und kolkformen". Österreichische Wasserwirtschaft. 1, pp. 11-16.
- GHODSIAN, M.; FARADONBEH, A.A.; ABBASI, A.A. (1999). "Scour downstream of free overfall spillway". Proceedings of 28 th. IAHR Congress. Graz. Austria.
- HARTUNG, F. (1959). "Die Kolkbildung hinter überströmten wehren im hindblick auf eine beweglich sturzbettgestaltung". Die Wasser Wirtschaft. 49, 1, pp. 309-313.
- JAEGER, C. (1956). Engineering Fluid Mechanics. Blackie and Sons Ltd. London.
- KOTOULOS, D. (1967). "Das kolkproblem unter besonderer berücksichtigung der faktoren "Zeit" und "Geschiebemischung" im Rahmen der Wildbachverbauung". Mitteilung der Schweiz. Anstalt für Forstliches Versuchswesen.
- LENZI, M.A.; MARION, A.; COMITI, F.; GAUDIO, R. (2002). "Local scouring in low and high gradient streams at bed sills". Journal of Hydraulic Research. 40, 6, pp. 731-739.
- LENZI, M.A.; MARION, A.; COMITI, F. (2003). "Interference processes on scouring at bed sills". Earth Surface Processes and Landforms. 28, pp. 99-110.
- LOPARDO, R.A.; VERNET, G.F.; CHIVIDINI, M.F. (1987) "Free jet scour below dams and flip buckets, Discussion". Journal of Hydraulic Engineering. 113, 9, pp. 1192-119.
- LÓPEZ, R. (1999). "Hidrotecnias para la gestión de acarreo en cauces de montaña". Foresta. 8, pp. 16-19.
- MACHADO, L.I. (1980). "Formulas para calcular o limite da erosão em leitos rochosos ou granulares". XIII Seminário Nacional de Grandes Barragens. Rio de Janeiro. Tema 1, pp. 35-52.
- MARTINS, R.B.F. (1973). "Acção erosiva de jactos livres a justante de estruturas hidráulicas". Laboratorio Nacional de Engenharia Civil. Memoria 424. Lisboa.
- MASON, P.; ARUMUGAM, K. (1985). "Free jet scour below dams and flip buckets". Journal of Hydraulic Engineering. 111, 2, pp. 220-235.
- SCHOKLITSCH, A. (1932). Handbuch des Wasserbaues. Springer Vienna, Austria.
- SOFRELEC (1980). Kamdadi dam, Niger, 3rd phase design report. Société Française d'Etudes et de Réalisation d'Équipement Électriques. Paris.
- TARAIMOVICH, I.I. (1978). "Deformation of channels below high head spillways on rock foundations". Hyrotechnical Construction. 9, pp. 917-922.
- VERONESE, A. (1937). "Erosioni de fondo a valle di uno scarico". Annali dei lavori pubblici. 75, 9, pp. 717-726.
- ZELLER, J. (1967). "Versuche über den Schwellenkolk bei vollkommenem belüftetem Ueberfall und $q=\text{konstant}$ ". VAWE/ASF. Zürich.



Dique de mampostería gavionada.

C. Vega



Dique de hormigón.

R. López



Dique mixto de mampostería gavionada y hormigón.

R. López